BIBLIOTECA INSULAR
ARRECIFE (LANZAROTE)

Patrocina:
INTEMAC

ACADEMIA DE
CIENCIAS E INGENIERÍAS DE LANZAROTE

CÁLCULOS Y CONCEPTOS EN LA HISTORIA DEL HORMIGÓN ARMADO

Discurso leído en el acto de su recepción como *Académico de Honor* por el

Dr. D. José Calavera Ruiz

el día 18 de julio de 2003

Discursos Académicos
5

CÁLCULOS Y CONCEPTOS
EN LA
HISTORIA DEL HORMIGÓN ARMADO

Depósito Legal: M-31270-2003

Imprime:
Ibergráficas, S.A.
Lope de Rueda, 11-13.28009 Madrid

CÁLCULOS Y CONCEPTOS
EN LA
HISTORIA DEL HORMIGÓN ARMADO

Discurso leído en el acto de su
recepción como *Académico de Honor* por el
Prof. Dr. D. **José CalaveraRuiz**
el 18 de julio de 2003

Arrecife (Lanzarote), Centro Científico-cultural Bias Cabrera

I. LOS ANTECEDENTES ESTRUCTURALES

La humanidad construyó durante muchos miles de años sin ninguna base teórica, es decir, utilizó únicamente la experiencia y la intuición. Naturalmente la experiencia resultó un método valioso pero lento y dramático, pues la historia de los accidentes de construcción es realmente terrible.

La primera persona que parece haberse preocupado por los conceptos del cálculo estructural fue Galileo. Probablemente el interés de Galileo por la resistencia de las vigas estuvo originado en su experiencia como Asesor de los Astilleros de Venecia para la construcción de barcos. Ello le condujo a acuñar el concepto de fibra neutra y a interesarse por su posición.

En la figura 1, tomada del "Diálogo sobre las dos nuevas ciencias", Galileo muestra la que él considera posición correcta de la fibra neutra en una viga en voladizo, sometida a flexión.

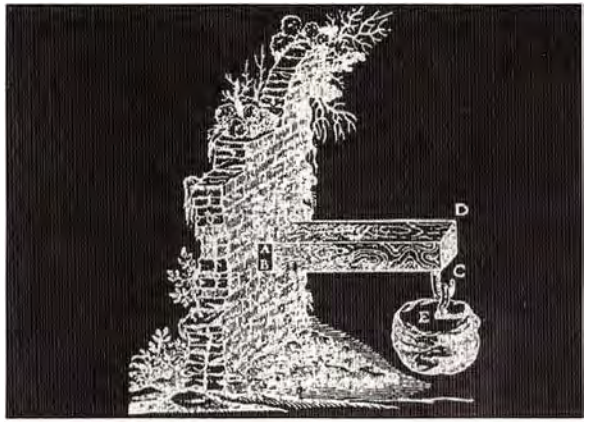


Fig. 1

Curiosamente la posición que le asigna es la de la fibra inferior.

La historia de la fibra neutra es una historia realmente curiosa e importante. Prácticamente desde Galileo hasta Navier fueron muy pocos los científicos que no se interesaron por la resolución de este problema. En las figuras 2 y 3 hay un muy conciso resumen de algunas de las hipótesis desarrolladas por Físicos, Matemáticos e Ingenieros.

Naturalmente la preocupación anterior estaba originada por el deseo de poder calcular piezas en flexión. Sin embargo, en la construcción se usaban ya múltiples variaciones de piezas comprimidas y no con tanta frecuencia pero sí con gran intensidad, varios científicos se ocuparon de su solución en especial por lo

EVOLUCIÓN DE LA POSICIÓN
DE LA FIBRA NEUTRA

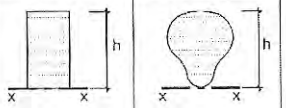
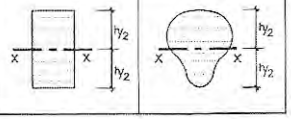
AUTOR	ÉPOCA	POSICIÓN	
		SECCIÓN RECTANGULAR	SECCIÓN CUALQUIERA
GALILEO	1638		
MARIOTTE	1680		

Fig. 2

EVOLUCIÓN DE LA POSICIÓN
DE LA FIBRA NEUTRA

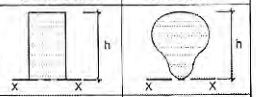
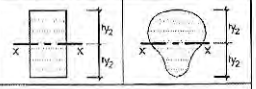
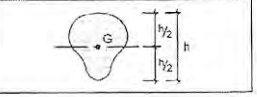
AUTOR	ÉPOCA	POSICIÓN	
		SECCIÓN RECTANGULAR	SECCIÓN CUALQUIERA
LEIBNIZ	1684		
TREGOLD	1820		
NAVIER	1824		

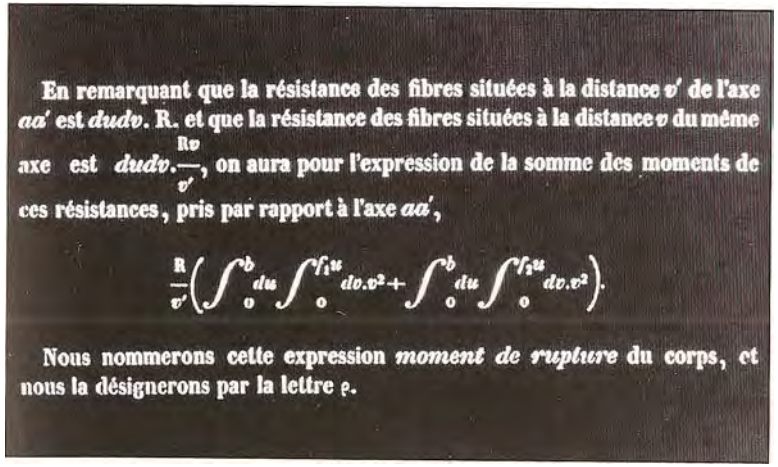
Fig. 3

que se refiere a la inestabilidad elástica y más concretamente al pandeo de pilares. La solución como es sabido vino dada por Euler en su publicación "De las curvas elásticas". Debe señalarse que la teoría de Euler constituye todavía una excelente aproximación práctica para la solución del problema.

La aportación decisiva para el cálculo de piezas en flexión la realiza Louis Navier.

Era, además de Inspector General del Cuerpo de Ingenieros de Caminos francés, Profesor de Resistencia de Materiales en la Escuela de Ponts et Chaussées de París y naturalmente durante bastantes años explicó incorrectamente la posición de la fibra neutra y por tanto el cálculo a flexión de las vigas. En sus apun-

es del año 1824 aparecen resueltos ambos temas, tal como se indica en las figuras 4 y 5 tomadas de la edición original de Navier sobre la resistencia de materiales.

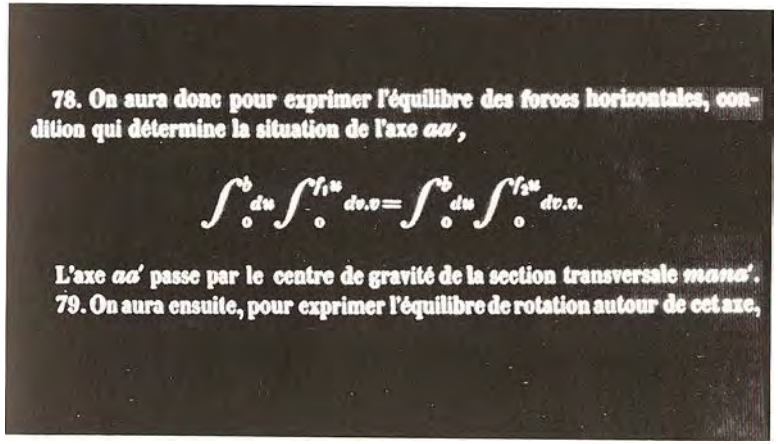


En remarquant que la résistance des fibres situées à la distance v' de l'axe aa' est $dudv$. R. et que la résistance des fibres situées à la distance v du même axe est $dudv.\frac{Rv}{v'}$, on aura pour l'expression de la somme des moments de ces résistances, pris par rapport à l'axe aa',

$$\frac{R}{v'}\left(\int_0^b du \int_0^{f_1 u} dv.v^2 + \int_0^b du \int_0^{f_2 u} dv.v^2\right).$$

Nous nommerons cette expression *moment de rupture* du corps, et nous la désignerons par la lettre ρ.

Fig. 4



78. On aura donc pour exprimer l'équilibre des forces horizontales, condition qui détermine la situation de l'axe aa',

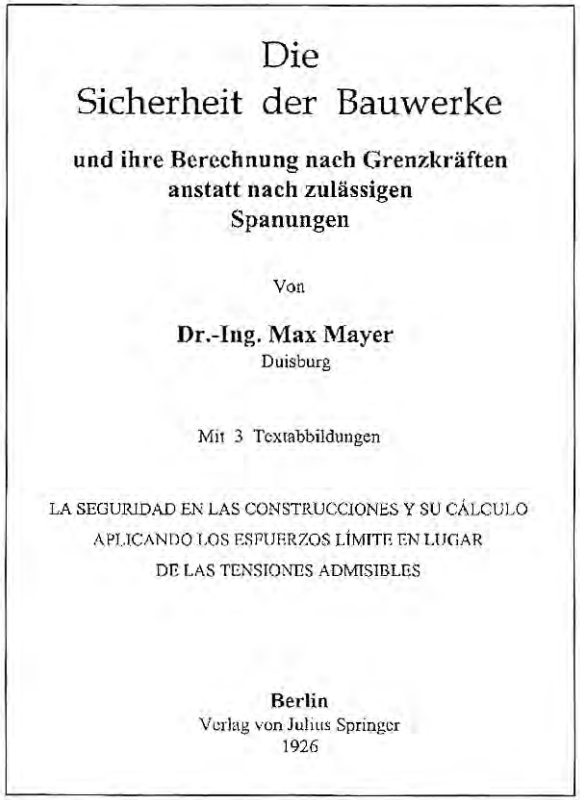
$$\int_0^b du \int_0^{f_1 u} dv.v = \int_0^b du \int_0^{f_2 u} dv.v.$$

L'axe aa' passe par le centre de gravité de la section transversale $mana'$.
79. On aura ensuite, pour exprimer l'équilibre de rotation autour de cet axe,

Fig. 5

Un antecedente histórico importante es el de la introducción del concepto de probabilidad en cuanto a la resistencia de los diferentes materiales que se manejaban. El concepto probabilístico era algo muy ajeno al mundo de la

Ingeniería. Baste citar como ejemplo que en un puente nada menos que de la importancia que el del Estrecho de Menai, Telford, el fundador de la Institución de Ingenieros Civiles del Reino Unido, procedió al ensayo uno por uno de todos los eslabones de las cadenas de las que colgaba el tablero del puente, puesto que seguridad suficiente en aquellos tiempos era sinónimo de seguridad total. En 1906 se publica por el Ingeniero alemán Mayer el curioso libro que se representa en la figura 6. Mayer, sin antecedentes que conozcamos, elabora el concepto de considerar la resistencia de los materiales como variables aleatorias y de estimarlas con un cierto nivel de seguridad. Prácticamente lo que hoy conocemos como definición de los valores característicos (1).


Die
Sicherheit der Bauwerke

und ihre Berechnung nach Grenzkräften anstatt nach zulässigen Spanungen

Von

Dr.-Ing. Max Mayer
Duisburg

Mit 3 Textabbildungen

LA SEGURIDAD EN LAS CONSTRUCCIONES Y SU CÁLCULO APLICANDO LOS ESFUERZOS LÍMITE EN LUGAR DE LAS TENSIONES ADMISIBLES

Berlin
Verlag von Julius Springer
1926

Fig. 6

Lo anterior constituye esencialmente la base técnica con la que contaban los pioneros del cálculo de las estructuras de hormigón armado.

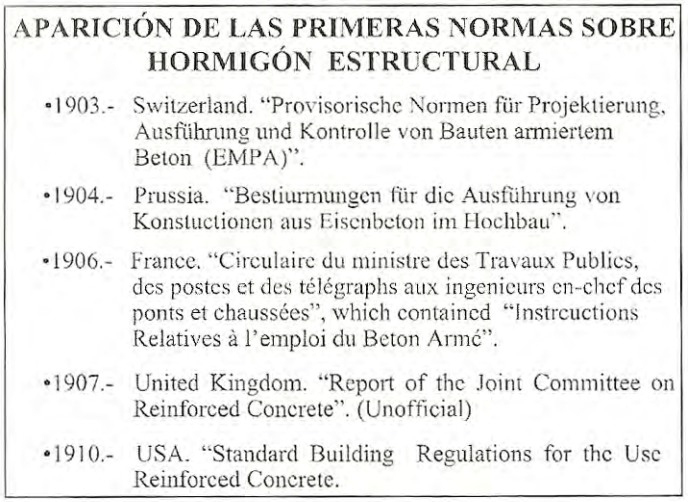
2. LOS PRINCIPIOS DEL HORMIGÓN ARMADO

Aunque las primeras realizaciones de hormigón estuvieron ligadas a la barca de Lambot y a las jardineras de Monier, su paso al empleo estructural se produjo de manera casi inmediata en los principios del siglo XX.

Los dos grandes iniciadores del hormigón armado fueron franceses y obtuvieron patentes para sus sistemas: El sistema Henebique y el sistema Monier.

En España entraron rápidamente ambos sistemas. Por razones no bien conocidas, el sistema Henebique entró por la zona de Vascongadas y tuvo un gran desarrollo en España. De hecho su primer representante en España fue Ribera, Segundo Profesor de Hormigón Armado en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid. La patente de Monier tuvo su introducción probablemente por Cataluña y se difundió menos, aunque en aquella zona su empleo fue intenso. Su representante y autor de numerosos proyectos, fue Marciá, Ingeniero Militar que a los 40 años abandonó la técnica para dedicarse a la política y que fue primer Presidente de la Generalitat de Cataluña.

Durante algunos años, no muchos, el hormigón armado anduvo sus pasos sin normas que le constriñeran pero también sin reglamentaciones que le orientaran. Rápidamente se van produciendo las normalizaciones que se indican en la figura 7, a las cuales siguieron, por supuesto, la de muchos otros países.


APARICIÓN DE LAS PRIMERAS NORMAS SOBRE HORMIGÓN ESTRUCTURAL

- 1903.- Switzerland. "Provisorische Normen für Projektierung, Ausführung und Kontrolle von Bauten armiertem Beton (EMPA)".
- 1904.- Prussia. "Bestiurmungen für die Ausführung von Konstuctionen aus Eisenbeton im Hochbau".
- 1906.- France. "Circulaire du ministre des Travaux Publics, des postes et des télégraphs aux ingenieurs en-chef des ponts et chaussées", which contained "Instrcuctions Relatives à l'emploi du Beton Armé".
- 1907.- United Kingdom. "Report of the Joint Committee on Reinforced Concrete". (Unofficial)
- 1910.- USA. "Standard Building Regulations for the Use Reinforced Concrete.

Fig. 7

Debe señalarse la anomalía de que España no tuvo su primera Norma de Hormigón Armado hasta el año 1939. Probablemente ello está ligado a una cierta

reserva de las autoridades oficiales a dictar normativa sobre técnicas que estaban sometidas a patente. Sin embargo, ésta no es una explicación suficiente pues no ocurrió así como hemos visto en otros países.

3. LA ADHERENCIA ACERO-HORMIGÓN

a) LA ADHERENCIA ACERO-HORMIGÓN

Hasta hace aproximadamente unos 25 años, en todas las Escuelas donde se explicaba el cálculo estructural del hormigón armado, se citaba todavía la creencia de que la existencia del hormigón estructural se debía a la feliz coincidencia de que el hormigón y el acero tenían coeficientes de dilatación térmica muy parecidos. Hoy naturalmente esto no se explica ya en ninguna parte y ello por dos motivos: Por un lado si bien el coeficiente de dilatación térmica del acero es prácticamente constante, el del hormigón no sólo depende fuertemente de su humedad sino también del tipo de roca de la que se extrae el árido grueso y puede variar de $6 \cdot 10^6$ para la caliza a $12 \cdot 10^6$ para la cuarcita, es decir que tal coincidencia de coeficientes no es cierta. Por otro lado la experiencia de casi 100 años de uso ha conducido a basar la compatibilidad del acero y del hormigón en el fenómeno de la adherencia, que es el que asegura la colaboración entre ambos materiales.

b) DOS CORRIENTES DE PENSAMIENTO DIFERENTES SOBRE LA ADHERENCIA

En Europa, en la época inicial del hormigón armado la adherencia no fue un problema que preocupase a los investigadores, ni a los proyectistas, ni a los constructores. Sí hubo en Europa un enorme interés por elevar la resistencia del acero, y ello se consiguió por procedimientos diversos que más adelante mencionaremos, pero prácticamente la preocupación fundamental era elevar la resistencia sin que la adherencia, tanto más necesaria cuanto más alta sea la resistencia del acero, fuera un problema que preocupase en los ambientes técnicos.

El caso de Norteamérica es completamente diferente. Tanto los investigadores como los proyectistas y constructores estuvieron siempre preocupados por la adherencia y no sintieron hasta prácticamente la década de los 60 un interés concreto por elevar la resistencia del acero empleado en las barras. La obsesión norteamericana por la adherencia era de tal categoría que entre las barras que se fabricaron figura la extraña barra corrugada de la figura 8. La preocupación, a mi juicio excesiva, de los norteamericanos por la adherencia les ha conducido a que

hasta épocas muy recientes hayan fabricado barras de calidad ordinaria, es decir más o menos con límites elásticos del orden de 280 N/mm^2, pero corrugadas.

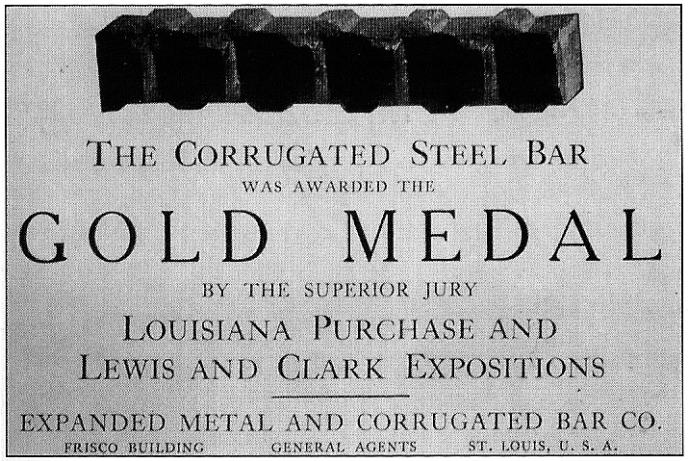


Fig. 8

La fabricación de este tipo de barras, si bien puede tener un interés, que la experiencia ha demostrado que además era muy reducido, para estructuras en las que fuese imprescindible reducir al máximo la fisuración, como era aparentemente el caso de los depósitos de agua, para el resto de las estructuras ordinarias representa un riesgo importante y es que en las piezas a flexión se puede alcanzar el agotamiento prácticamente sin tener fisuración de aviso.

En Europa este tipo de barras no se produjo en ningún país porque como decimos las preocupaciones eran otras.

c) TIPOLOGÍAS DE LAS BARRAS

En la figura 9 se representan las barras que han tenido una cierta importancia histórica en el desarrollo de este tipo de productos. En Europa hasta hace aproximadamente unos 20 años todavía se utilizaron las barras lisas de calidad ordinaria. Naturalmente las barras lisas no son tales y la adherencia, siempre que sean laminadas en caliente, era satisfactoria para los empleos a los que entonces se destinaban. Una introducción importante de la alta resistencia con una mejora apreciable de adherencia fue el acero Isteg, producido en Austria y que se obtenía por la torsión de dos barras lisas de calidad ordinaria que se sometían a la vez un proceso de torsión y estirado, es decir que se mejoraba la resistencia hasta apro-

ximadamente unos 400 N/mm^2 y al mismo tiempo se mejoraba considerablemente la adherencia. Por supuesto tal tipo de barras solamente podía emplearse en piezas en flexión o tracción.

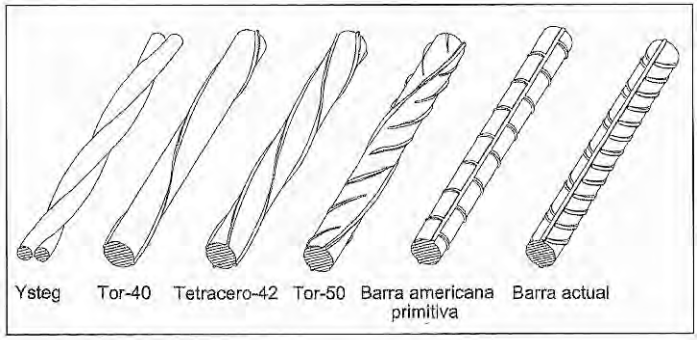


Fig.9

Una aplicación muy temprana y extensa se produjo en España con las armaduras denominadas Tetracero, que se obtenían simplemente por un proceso de torsión y estirado en frío de barras lisas laminadas en caliente de calidad ordinaria. La torsión orientaba las ovalizaciones y defectos de la laminación, desprendía la capa superficial de calamina y en la práctica permitía su uso hasta diámetros de 25 mm inclusive como un acero de alta resistencia y con suficiente adherencia para ese empleo. Su fabricación comenzó en España aproximadamente hacia 1950.

Un acero fabricado en muchos países de Europa y de Centro y Sudamérica, fue el Tor-40 de origen austríaco, que se fabricó durante muchos años en calidad 400.

Una variante española fue el Tetracero-42, que tenía cuatro nervios en lugar de los dos que presentaba el Tor-40. Este acero se empezó a producir en España en 1961 y tuvo un desarrollo realmente importante hasta que hacia 1967 fue sustituido por el Tor-50, que fue un producto, también de origen austríaco, pero empleado prácticamente en toda Europa, con la excepción de los países nórdicos.

En la figura 9 se pueden observar las primitivas barras americanas, cuya alta resistencia se obtenía empleando aceros de composición química adecuada y por simple laminación en caliente. Estas barras fueron también fabricadas inicialmente en Europa y con el mismo procedimiento.

El tipo de corrugas transversales ha sido hoy prácticamente abandonado en todos los países, pues la experiencia ha demostrado que aparte de otros pequeños inconvenientes las barras de este tipo tienen una sensibilidad acusada a fenómenos de fatiga. En la figura puede apreciarse el tipo de barra más frecuente hoy en un gran número de países.

Actualmente todos los países fabrican las barras llamadas de dureza natural es decir obtenidas por laminación en caliente, actuando al mismo tiempo sobre la composición química, como es el caso de Norteamérica, y añadiendo además un tratamiento térmico de enfriamiento a la salida del tren de laminación, que es una variante más común en Europa.

4. LAS TEORÍAS CLÁSICAS

a) LA COMPRESIÓN CENTRADA

Desde los años de iniciación hasta prácticamente la década de 1960 en todo el mundo se calcularon las estructuras de hormigón con la que hoy es conocida como "Teoría Clásica". En la figura 10 se indica la fórmula utilizada para el cálculo de pilares sometidos a compresión centrada.

Fig.10

Como puede verse la tensión admisible en el hormigón era un tercio de su resistencia y basándose en la identidad de deformaciones de las barras de acero y del hormigón que las rodeaba y dentro de la ortodoxia clásica, se partía de que el acero tenía una tensión igual a *n* veces la del hormigón que la rodeaba, siendo *n* la relación de los módulos de deformación, para la que prácticamente en todos los países se adoptó el valor 15 con independencia de la resistencia del hormigón y de la duración de la carga.

Debe señalarse que la fórmula de la figura 10 era una fórmula extraordinariamente precisa y que su único error de importancia es la infravaloración de la contribución del acero, diferencia que se fue acentuando a medida que se fueron empleando cuantías más altas y, sobre todo, el inconveniente principal de esta fórmula es que cuando aparecieron los aceros de alta resistencia como su tensión se suponía igual a 15 veces la del hormigón que rodeaba a la barra, con independencia de la calidad del acero, constituyeron un freno importante al desarrollo de los aceros de alta resistencia.

b) LA FLEXIÓN SIMPLE

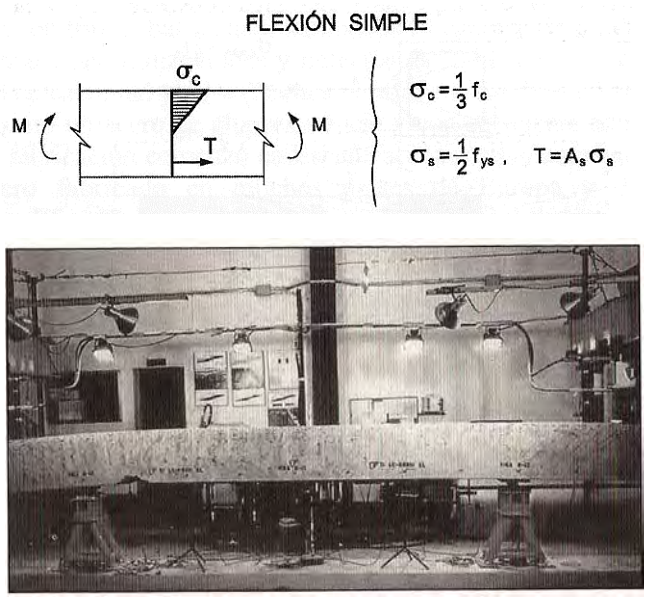


Fig.11

Para la otra solicitación fundamental que es la flexión simple, la figura 11 indica el esquema de equilibrio de la sección compuesta por una distribución

triangular de compresiones del hormigón y por el esfuerzo de la armadura. Como tensión admisible solía tomarse también un tercio de la resistencia del hormigón y en cambio para el acero la mitad de su límite elástico. Por supuesto, la teoría no proporcionaba información alguna sobre el coeficiente de seguridad de la pieza.

c) EL ESFUERZO CORTANTE

El desarrollo de la experimentación y también de los conocimientos sobre esfuerzo cortante ha seguido con mucho retraso a aquellos otros correspondientes a la compresión centrada y a la flexión simple. En parte ello es debido a la complejidad del fenómeno, al gran número de variables que intervienen en este tipo de resistencia y probablemente también al hecho de que el dimensionamiento de esfuerzo cortante no tiene una gran trascendencia en el aspecto del coste de las estructuras de hormigón.

Sin embargo, las investigaciones y los avances comenzaron desde el principio del hormigón armado y dos figuras deben ser recordadas en relación con este tema. Una es la del Ingeniero alemán MÖRSCH (2) y la otra es la del Ingeniero suizo RITTER (3).

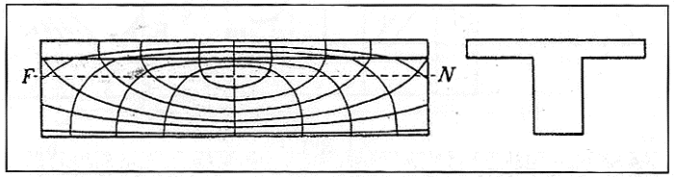


Fig. 12

Muy probablemente ambos llegaron a las mismas conclusiones en épocas coincidentes, pero el hecho de que la figura de MÖRSCH aparezca con más frecuencia en los textos se debe a que en el año 1902 MÖRSCH publicó un libro titulado "LA CONSTRUCCIÓN EN HORMIGÓN ARMADO. SU TEORÍA Y PRÁCTICA". Curiosamente el libro fue editado por la Empresa Constructora de la cual era Ingeniero Jefe EMIL MÖRSCH, empresa conocida como WAYSS & FREYTAG. Es un buen y extraordinario ejemplo de una empresa que publica un libro difundiendo los conocimientos que son la base de su competencia. La figura 12, tomada del libro citado de MÖRSCH, representa la ley de isostáticas en una pieza entera de hormigón armado, considerada como un sólido isótropo. MÖRSCH introduce su teoría de cálculo suponiendo nula la resistencia a tracción del hormigón lo cual le conduce a la figura 13 como base de su equilibrio tensional.

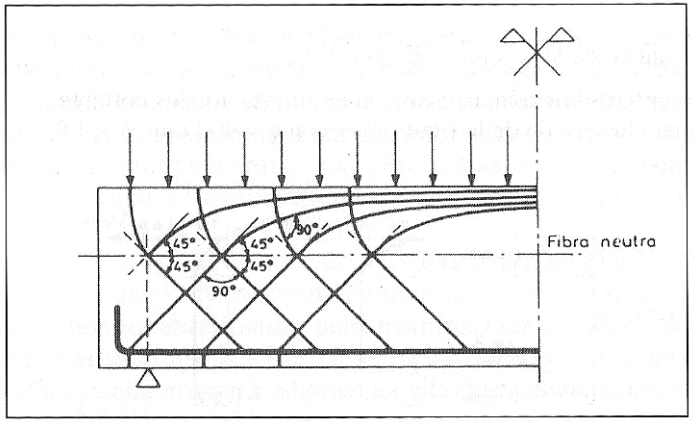


Fig. 13

Las hipótesis anteriores le conducen a analizar el equilibrio entre el incremento de la armadura de tracción, la resistencia de la armadura de corte y la compresión de bielas entre fisuras consecutivas, tal como se indica en la figura 14.

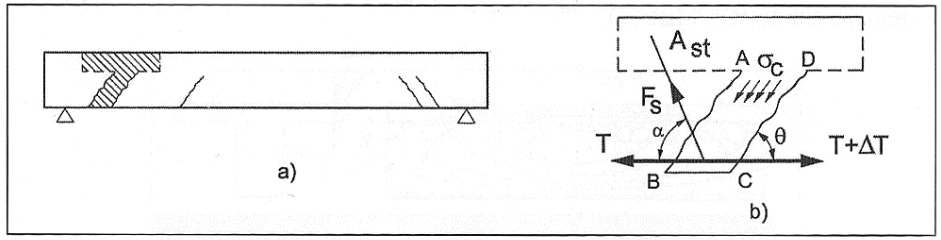


Fig. 14

Es realmente asombroso que prácticamente en 1900 MÖRSCH estableciese una teoría de cálculo de esfuerzo cortante que ha sobrevivido como método habitual de cálculo hasta hace no más de 20 años y que aún hoy sigue siendo una aproximación excelente al tema.

d) EL CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

Éste ha sido uno de los puntos más difíciles de abordar en el desarrollo del hormigón armado y ello probablemente es debido a la enorme disociación inicial que hubo entre los métodos de cálculo y los propios conceptos básicos.

Durante mucho tiempo en las estructuras de hormigón se calcularon las deformaciones suponiendo como sección resistente y, por lo tanto derivando de ella la inercia correspondiente, la sección bruta y, en algunos casos especiales, la sección homogeneizada. Naturalmente esto introducía una de las dos fuentes principales de error. De hecho la hipótesis partía de suponer que el hormigón en servicio no estaba fisurado.

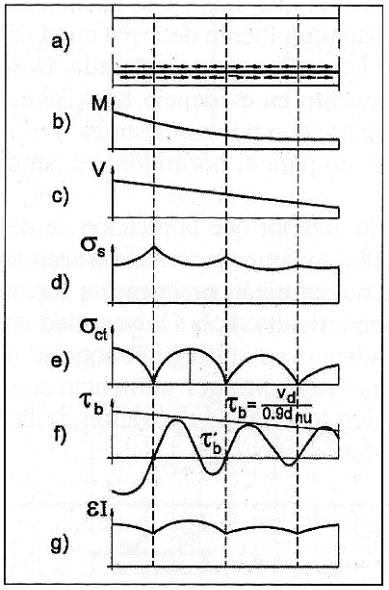


Fig. 15

La experiencia demostraba que incluso bajo acciones relativamente pequeñas los esfuerzos termohigrométricos con frecuencia fisuraban las piezas. Por otra parte, desde el principio los métodos de cálculo que se usaron suponían, incluso con las barras lisas de acero ordinario, una cierta fisuración en servicio. Este estado se agravó naturalmente al aparecer hacia 1950 las barras corrugadas que si bien tenían una resistencia aproximadamente doble que las ordinarias tenían el mismo límite elástico, lo que conducía en teoría a dobles alargamientos. Esta hipótesis era pesimista dado que las barras corrugadas también tenían una mayor adherencia que las lisas pero, de todas maneras, lo cierto es que la fisuración en servicio y por lo tanto la reducción de inercia de las piezas aumentó si no proporcionalmente sí de forma importante. En la figura 15 se dibujan las tensiones de la ley de variación de momentos flectores y de esfuerzos cortantes en una pieza y la ley de variación de las tensiones del acero, máximas en los planos de las fisuras, y que se reducen entre fisura y fisura a medida que la armadura se ancla a partir de los labios de las

mismas. Correlativamente las tensiones de tracción del hormigón son nulas obviamente en los planos de las fisuras pero alcanzan un valor apreciable entre dos planos consecutivos y todo ello conduce a una reducción del alargamiento medio del acero, que sitúa a la pieza en unas condiciones intermedias entre las de la sección bruta u homogénea y la de la sección fisurada.

En la parte inferior de la figura se indica la variación aproximada del producto El que es en definitiva el que interviene en las deformaciones.

Por otro lado, existía una fuente de error en el cálculo de deformaciones, no menos importante que la anteriormente señalada. Desde aproximadamente los años 20, Freisenet había puesto en evidencia la existencia de las deformaciones diferidas del hormigón y esto, que por supuesto es trascendental en el desarrollo de los sistemas de pretensado para el hormigón, es también importantísimo para las flechas.

No se deduce de lo anterior que la relación de deformaciones diferidas de una pieza respecto a las deformaciones instantáneas sean proporcionales a las deformaciones que una probeta de hormigón experimenta sometida a tales acciones.

El Profesor norteamericano de la Universidad de IOWA, BRANSON (4) lo pone claramente en evidencia en el diagrama que se indica en la figura 16. Es cierto que las deformaciones del hormigón aumentan con la fluencia y por lo tanto las curvaturas, pero también lo es que la posición de la fibra neutra evoluciona, compensando en parte el fenómeno.

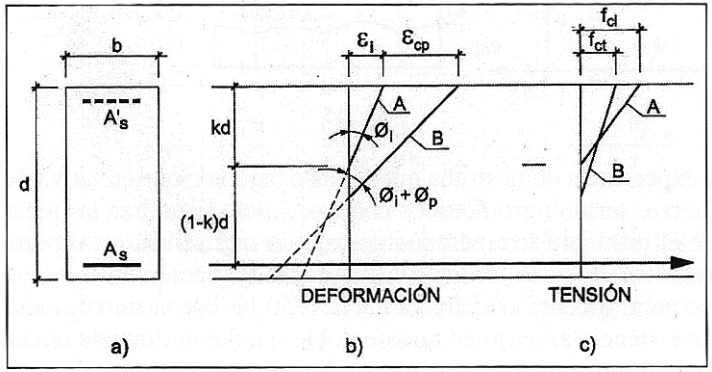


Fig. 16

La primera aproximación importante al tema se produce en los años 70 como fruto específicamente de los trabajos del Instituto Americano del Hormigón (ACI) y muy en particular de BRANSON que era el Presidente de la Comisión de Deformaciones que desarrollaba la normativa del citado Instituto. En la figura 17 se contempla la fórmula propuesta por BRANSON, actualmente todavía en uso en la

normativa americana, como se ve BRANSON calcula una inercia ponderada en función de la relación del momento de fisuración de una pieza al momento aplicado.

Es inmediato ver que para relaciones M_f/M_a muy bajas, la inercia es prácticamente la fisurada mientras que para momentos de servicio muy superiores al momento de fisuración, la inercia se aproxima a la bruta.

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a}\right)^3\right] I_f$$

Fig. 17

BRANSON realizó también trabajos de extraordinaria importancia a partir de la fórmula anterior, que proporciona la flecha instantánea de las piezas, calcular las flechas diferidas. La evolución de las flechas diferidas en relación con las instantáneas se indica en la figura 18 (5).

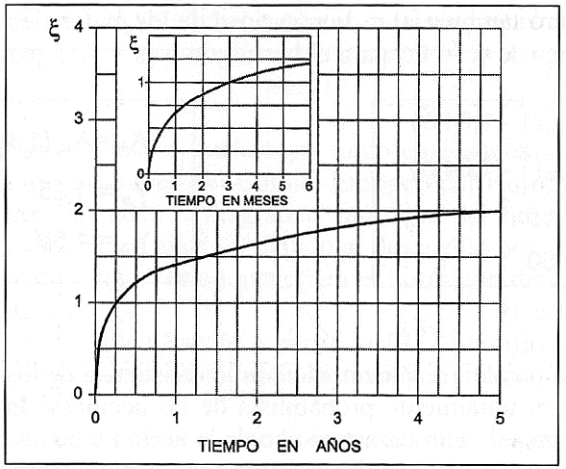


Fig. 18

Frecuentemente se oyen comentarios despreciativo s o irónicos sobre la teoría clásica, pero quienes eso hacen deberían meditar que esta teoría condujo a realizaciones de importancia excepcional desde los puntos de vista práctico y científico y que la inmensa mayoría de las construcciones actuales de hormigón fueron calculadas con ella.

5. 1950. TIEMPOS DE CAMBIO

Entre las fechas de 1950 y 1970 se producen cambios en todo el mundo a una velocidad vertiginosa en lo que se refiere al hormigón estructural.

a) EL PROBABILISMO

El primero de ellos es el concepto probabilista de las resistencias de los materiales, tema ya elaborado por MAYER, tema en el que debe destacarse la importancia de los trabajos realizados por Eduardo Torroja y Alfredo Páez (6) que, además de la importancia propia, tuvieron un efecto catalizador de gran alcance en el antiguo Comité Europeo del Hormigón y que cristalizaron en la definición de la resistencia característica del hormigón y del límite elástico del acero, de acuerdo con las fórmulas que se indican en la figura 19. Ambos valores emplean el coeficiente 1,64 por estar basadas en la estimación de los valores característicos a partir de los medios de las resistencias del hormigón y de los límites elásticos del acero, con un nivel de confianza del 95% aceptándose una hipótesis de distribución Nausiana. Estos valores en su planteamiento en el cálculo van acompañados de coeficientes parciales de seguridad de los materiales que actualmente adoptan los valores de $\gamma c = 1{,}5$ para el hormigón y $\gamma s = 1{,}15$ para el acero.

$$f_{ck} = f_{cm}(1 - 1{,}64\,\delta)$$
$$f_{yk} = f_{ym}(1 - 1{,}64\,\delta)$$
$$\gamma_s = 1{,}15$$
$$\gamma_g = 1{,}50$$

Fig. 19

$$A_k = A_m(1 + 1{,}64\,\delta)$$
$$\gamma_s = 1{,}35$$
$$\gamma_g = 1{,}50$$

Fig. 20

De forma paralela a lo ocurrido con la resistencia de los materiales, ocurrió también con el tratamiento probabilista de las acciones. En la figura 14 se indica la definición del valor característico de la acción y de los coeficientes parciales de seguridad que se les aplican, que actualmente suelen ser de $\gamma g = 1{,}35$ para las acciones de tipo permanente y $\gamma q = 1{,}50$ para las de tipo variable.

Afortunadamente la investigación de los aspectos probabilistas de los valores característicos de los materiales ha tenido una intensidad de estudio importante ya que su producción está ligada a industrias con un nivel tecnológico alto.

No puede decirse lo mismo en cuanto a la investigación de las acciones ya que al no ser un tema específicamente del ámbito de la construcción han encontrado una financiación escasa para su investigación.

b) LA FLEXOCOMPRESIÓN

El tercer cambio profundo que ocurre en el período que estamos analizando, es el del cálculo plástico de las secciones. En la figura 21 se indica la respuesta de equilibrio de una sección sometida a flexión simple en la teoría clásica, como ya vimos anteriormente.

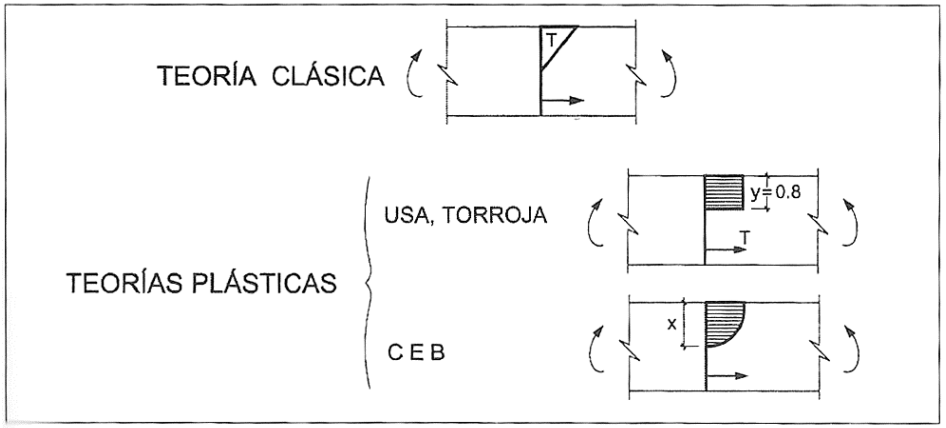


Fig. 21

Entre 1956 Y 1964 se introducen, tanto en Estados Unidos a través del ACI como en Europa a través del Comité Europeo del Hormigón, esquemas de equilibrio que corresponden a diagramas plásticos del hormigón. En Estados Unidos, y en España en los años 60 debido al desarrollo por Torroja del original "método del momento tope" se adoptan para el hormigón diagramas de respuestas rectangulares.

En Europa, incluida España a partir de 1973, se utiliza más un diagrama parábola rectángulo aunque casi todas las normas permiten el uso también de diagramas rectangulares.

El cambio de las hipótesis de la teoría clásica, basadas en el comportamiento lineal, a las hipótesis de teoría plástica, supone un incremento enorme en el aprovechamiento del hormigón, la posibilidad de empleo de cuantías mucho más altas que las comúnmente utilizadas y la posibilidad de reducir la relación canto/luz en muchísimas aplicaciones prácticas. En definitiva permiten un aprovechamiento mucho más intenso de la capacidad resistente del hormigón.

Curiosamente debe señalarse que la aplicación de los diagramas plástico a la compresión centrada, si bien ha supuesto diferencias conceptuales importantes respecto a las antiguas fórmulas que vimos en la figura 8, no ha supuesto nin-

gún cambio fundamental en lo que se refiere al dimensionamiento práctico de las secciones y, a diferencia de lo que ha ocurrido en flexión simple, las teorías actuales no han supuesto un ahorro económico importante respecto a las clásicas.

En la figura 22 se indica la fórmula, en cálculo plástico correspondiente a la compresión centrada, es decir, la análoga a la que vimos en la figura 8 correspondiente a la teoría clásica.

$$N_u = 0{,}85\, A_c f_{cd} + A_s f_{yd}$$

Fig. 22

Como puede verse en la fórmula la colaboración de la armadura es función de su límite elástico y no de ningún coeficiente relacionado con la compatibilidad de deformaciones entre el acero y el hormigón.

Esta fórmula abrió el campo de una manera completa al empleo de aceros de alto límite elástico al menos hasta el valor de 460 mm^2 y es posible que en plazos inmediatos se produzcan incrementos en este límite superior.

c) LA INTERACCIÓN FLEXIÓN-CORTANTE

Desde los tiempos primitivos de desarrollo de los métodos de cálculo las piezas sometidas a flexión simple, es decir, las que tenían sus secciones sometidas simultáneamente a un momento flector y a un esfuerzo cortante, se calculaban independientemente para ambos esfuerzos. El cálculo a flexión proporcionaba la armadura longitudinal y el cálculo a esfuerzo cortante proporcionaba la armadura transversal.

Sin embargo, en los años 55 se producen accidentes importantes en pórticos de hangares de la Fuerza Aérea Americana. El análisis de los problemas planteados conduce a la evidencia de que la rotura se ha producido en zonas en que ni era máximo el momento flector ni el esfuerzo cortante pero, evidentemente, la combinación de ambos había conducido al agotamiento de la pieza. Inmediatamente las investigaciones se centran en estos temas, el número de investigadores ocupados en estos temas es tan amplio que no es posible citarlos aquí pero sí deben citarse a dos españoles que fueron auténticos pioneros en este campo: uno J.A. LOPEZ JAMAR y el otro ALFREDO PÁEZ.

El resultado de todas estas investigaciones puso en evidencia un hecho relativamente simple pero que había escapado a los análisis de las épocas primitivas. En la figura 23 se indica una pieza sometida a flexión simple y de ella se deduce con facilidad que tan pronto se forma la fisura el momento flector en la

sección 1 no es el que corresponde a la ley de esfuerzo inicialmente supuesta sino al valor que se presenta en la sección 2, en sentido creciente de los momentos lo que supone en definitiva un incremento de armadura de flexión respecto a lo que podría deducirse de las teorías clásicas.

En la última década se ha experimentado un importantísimo avance en el estudio del esfuerzo cortante por métodos de aplicación de la teoría de campos de fuerzas y deben citarse, por la importancia de sus aportaciones, al Ingeniero alemán KUPFFER (7), a los Ingenieros canadienses COLLINS y MITCHEL (8) y al Ingeniero danés NIELSEN (9).

Fig. 23

En España se ha realizado una investigación importante sobre un fenómeno relativamente poco conocido y es el del estallido a compresión de las bielas de hormigón formada entre fisuras. La figura 23 tomada del estudio de APARICIO, CALAVERA y DEL POZO (10) muestra un fallo de este tipo. La investigación española ha conducido a una elevación de los límites que venían manejándose en la normativa internacional y que resultaban claramente pesimistas.

d) AVANCES EN EL CÁLCULO DE DEFORMACIONES

Si bien desde el punto de vista práctico el estado alcanzado por las teorías de BRANSON que vimos anteriormente no ha experimentado avances, sí lo

ha sido el análisis por procedimientos más rigurosos, y en especial por integración de las leyes de momentos curvaturas a partir de una mejor definición de las mismas.

En este sentido el Ingeniero suizo R. FAVRE (11) y sus colaboradores han puesto a punto métodos de excelente base teórica y que han podido ser programados mediante los recursos de la informática para un cálculo mucho más fino de las deformaciones.

De todas maneras, debe pensarse que en el tema del cálculo de deformaciones en las estructuras de hormigón no pueden pretenderse grandes refinamientos, puesto que al estar ligado a la edad de la construcción, condiciones termohigrométricas durante la propia fase de ejecución y durante la vida de la estructura, etc., en la práctica no es posible predecir la evolución de estos parámetros y por lo tanto una cierta prudencia adicional es obligada.

e) EL TEMOR A LA OXIDACIÓN DE LAS BARRAS Y A LAS MANCHAS DE MORTERO

Durante muchos años hubo un temor infundado a que la oxidación de las barras redujera gravemente la adherencia de las barras al hormigón. Este temor se extendió luego al efecto de las manchas de mortero.

El tema ha sido investigado en profundidad por J. CALAVERA, A. DELIBES, J.M. IZQUIERDO Y G. GONZÁLEZ ISABEL (12).

Los ensayos abarcaron dos grados de oxidación, uno ligero y otro extraordinariamente fuerte, que se aprecian en las figuras 24 y 25. La barra patrón en la figura 12.

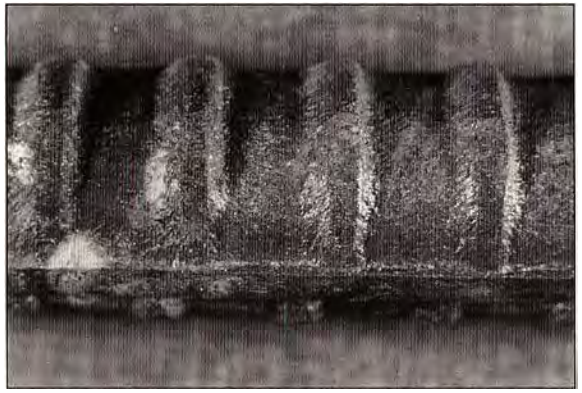


Fig. 24

Fig. 25

Durante muchos años, era práctica habitual el cepillado de las barras que presentaban algunos de estos tipos de problemas, antes de proceder a su colocación.

La investigación abarcó los diámetros 8 y 20 mm y cinco estados superficials:

- Barras en estado de recién laminadas (RL)
- Barras ligeramente oxidadas (LO), sin cepillar
- Barras fuertemente oxidadas (FO), sin cepillar
- Barras ligeramente oxidadas (LO), cepilladas
- Barras fuertemente oxidadas (FO), cepilladas

La figura 26 resume los resultados obtenidos.

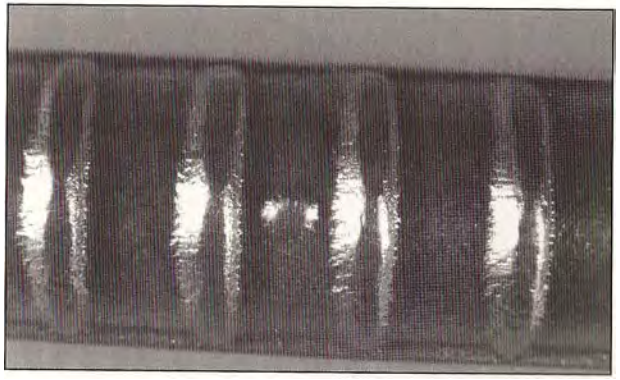


Fig. 26

La figura 27 resume los resultados obtenidos

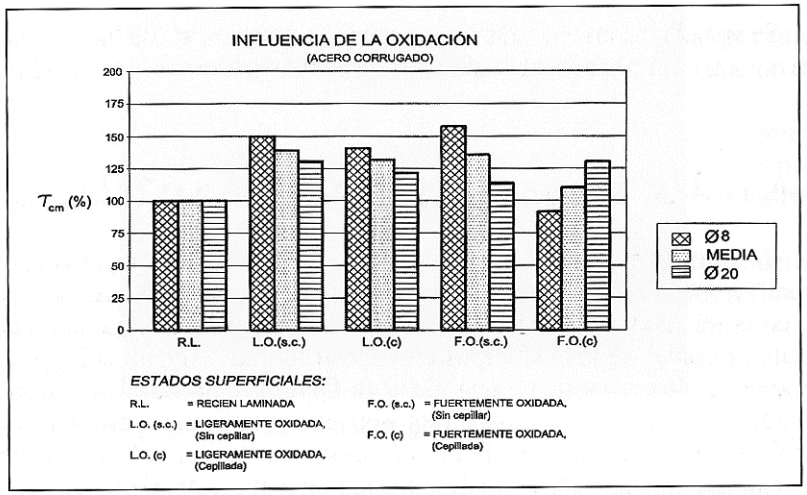


Fig. 27

Como puede verse, cualquier grado de oxidación mejora la adherencia de las barras.

A continuación se ensayaron los cinco estados superficiales antedichos, pero manchados con mortero seco. Los resultados se resumen en la figura 27.

En la figura 28 se indican los valores de tm obtenidos. El valor 100 del gráfico corresponde a la barra recién laminada, sin óxido y sin manchas de mortero.

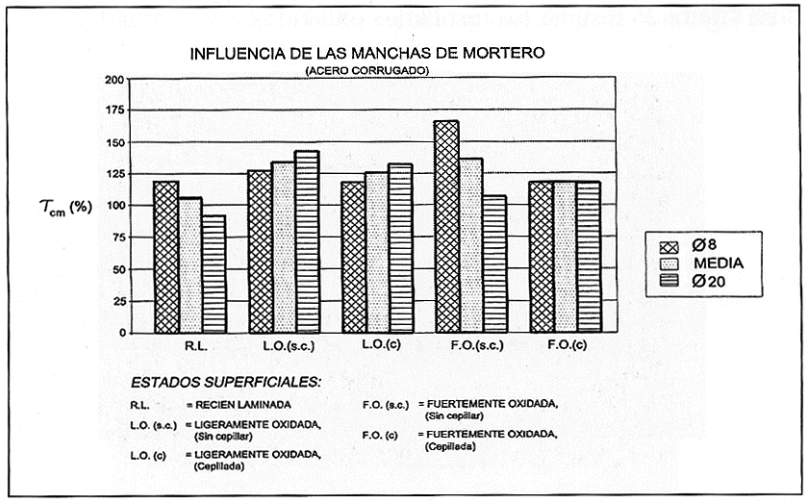
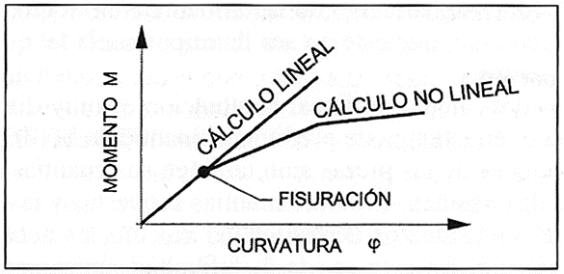


Fig. 28

Se aprecia claramente que las manchas de mortero, si éste no está desprendido, no sólo no son perjudiciales, sino que resultan beneficiosas para la adherencia.

6. 1980. LOS AVANCES EN EL CÁLCULO NO LINEAL

Casi desde el principio del hormigón armado fueron muchos los investigadores que señalaron que en piezas hiperestáticas los resultados de los ensayos no coincidían con las hipótesis derivadas del cálculo lineal de las secciones y del cálculo lineal de los esfuerzos en las estructuras, entendiendo, por tal, el que supone que la curvatura de una pieza en flexión es proporcional al momento aplicado. A partir de los años 70 se producen aportaciones prácticas que permiten iniciar la aplicación del cálculo no lineal a la realidad. Deben citarse los nombres de Baker (13), Tichy (14), Franco Levy (15), Machi (16), Leonhard (17) y muchos otros. En la figura 29 se indican los diagramas momentos curva-



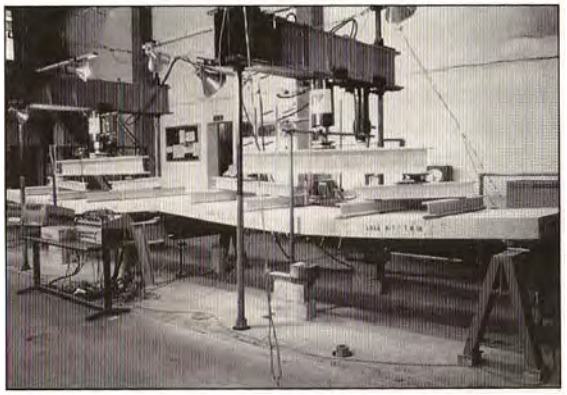


Fig. 29

tura de una sección sometida a flexión simple. La hipótesis de cálculo lineal supone proporcionalidad entre ambos. La investigación experimental demuestra que a partir del punto en que se produce la fisuración del hormigón en la fibra más traccionada de la sección, el incremento de curvaturas es considerablemente mayor que el supuesto por el cálculo lineal. La figura indica ensayos en losas continuas realizados en INTEMAC en la Tesis de H. ORTEGA (18).

El cálculo lineal no está hoy todavía en uso en la práctica profesional ordinaria, ya que, cuando se trata de estructuras con muchos nudos, el problema del tratamiento numérico conduce a unos requisitos de tiempo de ordenador incompatibles con las posibilidades prácticas.

Debe señalarse una diferencia importante entre los métodos de cálculo lineal y no lineal de esfuerzos, diferencia en la que reside el problema anteriormente apuntado. En el caso del cálculo lineal el predimensionamiento de las secciones de las estructuras es relativamente sencillo y exige nada más definir las secciones de las piezas.

Una vez realizado el cálculo de esfuerzos en las piezas, se disponen las armaduras correspondientes a los esfuerzos encontrados. Con un poco de práctica es fácil que el dimensionamiento de las armaduras no requiera cambio de las secciones o, si lo requiere, que éste no sea de importancia tal que exija un nuevo cálculo de los esfuerzos.

En el caso del cálculo no lineal la situación es muy diferente, pues para comenzar el cálculo, en la etapa de predimensionamiento no deben determinarse solamente las secciones de las piezas sino también sus cuantías de armadura. En caso de cualquier discrepancia entre las cuantías supuestas y las necesarias resultante a la vista de los esfuerzos derivados del cálculo, es necesario repetir por completo dicho cálculo. En esto reside la dificultad, únicamente de tiempo de ordenador, que presenta el cálculo no lineal.

Para estructuras ordinarias una estimación, probablemente moderada, es que los métodos de cálculo no lineal requieren aproximadamente 50 veces más tiempo de ordenador que los métodos de cálculo lineal.

Por supuesto, para estudios de patología, estructuras de pocos elementos, etc., la aplicación del cálculo no lineal es hoy día de empleo común.

Es de esperar que los continuos avances de informática permitan extender la aplicación práctica de este sistema a todo tipo de estructuras con independencia de su tamaño.

EL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES

Es difícil rastrear el origen del método de Bielas y Tirantes, herramienta hoy de indudable interés. En la figura 30 se indican los casos de asimilación del esquema tensional al de bielas y tirantes.

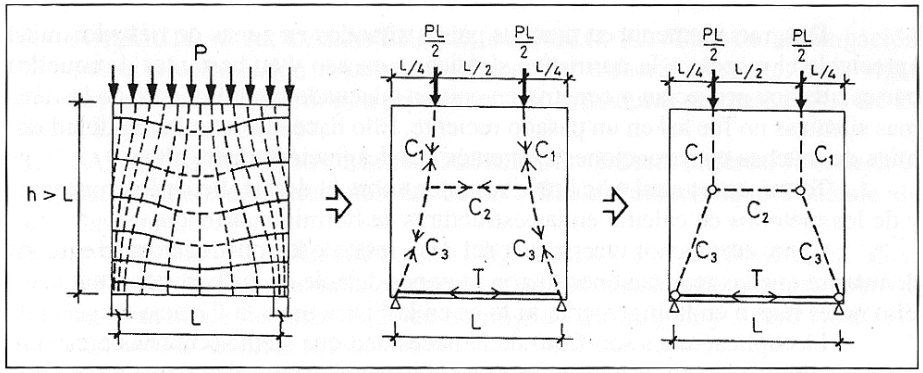


Fig. 30

Quizás la idea nace con MÖRSCH y RITTER, madura con LEONHARTD y quien la sintetiza y divulga es SLAICH (19) y MARTI (20). El método dio lugar a una polémica extraordinaria, pues no está exento de riesgos ya que asegura el equilibrio, pero no la compatibilidad de deformaciones. Es básica la necesidad de intuir el flexo tensional de la pieza para distribuir armaduras que controlen la fisuración.

CÁLCULO DE ESTRUCTURAS EN ZONAS SÍSMICAS

Los avances registrados en los métodos de cálculo para estas situaciones han sido importantes y a ello han colaborado la fabricación de armaduras de alta ductilidad y el avance en el cálculo de las rotaciones plásticas (Fig. 31).

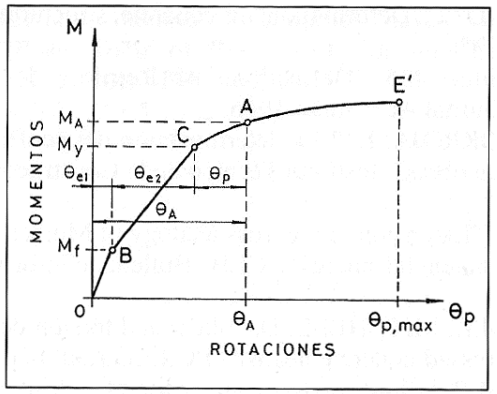


Fig. 31

Desgraciadamente en muchos países situados en zonas de riesgo sísmico apreciable el respeto a la normativa sísmica es escaso y en bastantes de aquellos países que hoy proyectan y construyen con un adecuado cumplimiento de las normas sísmicas no fue así en un pasado reciente. Ello hace que la vulnerabilidad sísmica de muchas construcciones existentes sea desgraciadamente alta.

Terminamos aquí este breve resumen sobre el desarrollo de los conceptos y de los métodos de cálculo en las estructuras de hormigón armado.

Como en muchos otros casos del desarrollo de la construcción, lo anterior demuestra que las realizaciones fueron muy por delante de las bases conceptuales. Ello no es nuevo en la Ingeniería, ni lo es en la Física ni en la Ciencia en general.

Las aplicaciones son fruto de la necesidad que sienten muchas personas. La evolución de los conceptos es fruto de la capacidad de análisis que es siempre patrimonio de pocos.

BIBLIOGRAFÍA

1.- MAYER, M. "Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften anstatt nach zulässigen Spanungen". Berlin. Verlag von Julius Springer. 1926. Existe traducción de INTEMAC en versión española en inglesa en la Navidad de 1975.

2.- MÖRSCH, E. "Der eisenbeton. Seine theorie und auwendung". Wittwer. Sttutgart, 1908. Existe traducción de INTEMAC en versión española e inglesa en la Navidad de 1995.

3.- RITTER, W. "Construction techniques de Henebique. Schwizerische Bauzeitung. Zurich. Feb. 1899.

4.- BRANSON, D.E. "Deformation of concrete structures". Mc Graw Hill. New York. 1977.

5.- ACI Committee 435 "Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members". Journal ACI. Junio 1966.

6.- PAEZ, A.; TORROJA, E. "La determinación del coeficiente de seguridad en las distintas obras". Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento. Madrid.

7.- KUPFER, H. "Extension to the truss analogy of Mörsch using the principle of minimun potencial energy". CEB. Bulletin d'Information N°. 40. Jan 1964.

8.- COLLINS, M.P.; MITCHELL, D. "Shear and torsion design of prestressed and nonprestressed concrete beams". P.C.I. Journal. Sep-Oct. 1980.

9.- NIELSEN, M.P. "Limit analisys and concrete plasticity". Prentice-Hall. New Jersey. 1984.

10.- APARICIO, C.A.; CALAVERA, J.; del POZO, F.J. "Plan de investigación sobre la compresión máxima en bielas, por esfuerzo cortante, para vigas prefabricadas de hormigón pretensado con armaduras pretensadas". FEDECE. Noviembre. 1997.

11.- FAVRE, R.; KOPRNA, M.; RADOJICIC, S. "Effects différés, fisuration et deformation des structures en béton". École Politechnique Fédérale de Lausanne. 1980.

12.- CALAVERA, J.; DELIBES, A.; IZQUIERDO, J.M.; GONZÁLEZ ISABEL, G. "Influencia de la oxidación y de las manchas de mortero sobre la adherencia de las armaduras de hormigón". Hormigón y Acero Nos. 130, 131 y 132. Madrid. 1979.

13.- BAKER, A.L.L. "Note for Discussion at Monaco". Bulletin d'Information du C.E.B. n° 30. Enero 1961, pp. 1 a 20.

14.- TICHY, M. L. "Ultimate Load Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames". Proceedings of a Symposium on the Strength of Concrete Stuctures. C.A.C.A. Londres, 1956.

15.- CEB BULLETIN N° 134 "Non linear analysis of concrete structures". Abril 1979.

16.- MACHI, G.; RAKOSKIK, J. "Calcul Plastique des Ossatures en Béton". Eyrolles. París, 1975.

17.- FRITZ LEONHARDT. "Estructuras de Hormigón Armado. Bases para el dimensionado de estructuras de hormigón armado".

18.- ORTEGA VALENCIA, H. "Estudio experimental de la influencia del tipo de acero en la capacidad de redistribución en losas de hormigón armado". Tesis Doctoral en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Madrid, bajo la dirección de J. CALAVERA. Madrid. 1998.

19.- SCHLAICH, J.; SCHÁFER,K. y JENNEWEIN, M. "Toward a Consistent Design of Structural Concrete". PCI Journal. Mayo-Junio 1987.

20.- MARTI, P. "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design". ACI Journal, V.82, N° 1. Enero-Febrero 1985.

COLECCIÓN:
DISCURSOS ACADÉMICOS

1.- *La Academia de Ciencias e Ingenierías de Lanzarote en el contexto histórico del movimiento académico.* (Académico Numerario).
Francisco González de Posada. 20 de mayo de 2003.
Ayuntamiento de Arrecife.

2.- *D. Blas Cabrera Topham y sus hijos.* (Académico Numerario).
José E. Cabrera Ramírez, 21 de mayo de 2003.
Ayuntamiento de Arrecife.

3.- *Buscando la materia oscura del Universo en forma de partículas elementales débiles.* (Académico de Honor).
Blas Cabrera Navarro. 7 de julio de 2003.
Amigos de la Cultura Científica.

4.- *El sistema de posicionamiento global (GPS): en torno a la Navegación.* (Académico Numerario).
Abelardo Bethencourt Fernández. 16 de julio de 2003.
Amigos de la Cultura Científica.

5.- *Cálculos y conceptos en la historia del hormigón armado.* (Académico de Honor)
José Calavera Ruiz. 18 de julio de 2003.
INTEMAC